

(19) 日本国特許庁(JP)

(12) 特 許 公 報(B2)

(11) 特許番号

特許第6508819号

(P6508819)

(45) 発行日 令和1年5月8日(2019.5.8)

(24) 登録日 平成31年4月12日(2019.4.12)

(51) Int. Cl.

E O 1 D 19/04 (2006.01)

F 1

E O 1 D 19/04 1 O 1

請求項の数 2 (全 16 頁)

(21) 出願番号	特願2015-24159 (P2015-24159)	(73) 特許権者	505389695
(22) 出願日	平成27年2月10日(2015.2.10)		首都高速道路株式会社
(65) 公開番号	特開2016-148147 (P2016-148147A)		東京都千代田区霞が関1-4-1
(43) 公開日	平成28年8月18日(2016.8.18)	(73) 特許権者	000002299
審査請求日	平成29年12月13日(2017.12.13)		清水建設株式会社
			東京都中央区京橋二丁目16番1号
		(74) 代理人	100146835
			弁理士 佐伯 義文
		(74) 代理人	100064908
			弁理士 志賀 正武
		(74) 代理人	100108578
			弁理士 高橋 詔男
		(74) 代理人	100161506
			弁理士 川渕 健一

最終頁に続く

(54) 【発明の名称】 橋梁に対する連結制振構造及び橋梁に対する連結制振構造の設定方法

(57) 【特許請求の範囲】

【請求項1】

隣り合う一方の第1橋桁部に一端側を、他方の第2橋桁部に他端側をそれぞれ接続して制振ダンパーを設置して構成されるとともに、

前記橋桁部のそれぞれと下部構造との間において、複数の支承を設置するとともに、これら支承のうち少なくとも一方と並列配置されるように制振装置を設置して構成され、

前記制振装置として、ばね部材又は慣性質量ダンパーが設けられ、前記第1橋桁部及び前記第2橋桁部の周波数伝達関数において応答倍率のピーク値が最小となるようにダンパー緒元が設定されていることを特徴とする橋梁に対する連結制振構造。

【請求項2】

請求項1記載の橋梁に対する連結制振構造の設定方法であって、

前記第1橋桁部の固有振動数が、前記第2橋桁部の固有振動数よりも大きい場合において、

前記第2橋桁部側の支承のみと並列に前記慣性質量ダンパーが配置される構成と、

前記第1橋桁部側の支承のみと並列に前記ばね部材が配置される構成と、

前記第2橋桁部側の支承のみと並列に前記慣性質量ダンパーが配置されるとともに、前記第1橋桁部側の支承のみと並列に前記ばね部材が配置される構成と、

のいずれか1つが選択的に設けられることを特徴とする橋梁に対する連結制振構造の設定方法。

【発明の詳細な説明】

10

20

【技術分野】

【0001】

本発明は、橋梁に対する連結制振構造及び橋梁に対する連結制振構造の設定方法に関する。

【背景技術】

【0002】

従来、高架橋などの橋梁を制振構造とする技術として、制振ダンパーを橋桁間に設置する制振技術が知られている（例えば、特許文献1、2参照）。

特許文献1、2では、橋脚上部において桁-桁の間をダンパーで連結する形態が図示され、構造物を長周期化したり橋梁全体の震動を制御して耐震性を高めたりすることができるとしているが、具体的なダンパー諸元の設定や効果に関する記載がない。当然ながら、双方の橋桁が同じ揺れとなる場合にはダンパーで連結しても制振効果はなく、橋梁構造の振動特性とダンパー量との関係が重要となっている。

【先行技術文献】

【特許文献】

【0003】

【特許文献1】特開2004-332478号公報

【特許文献2】特開平10-183530号公報

【発明の概要】

【発明が解決しようとする課題】

【0004】

しかしながら、従来の橋梁の隣接する橋桁同士を連結する制振技術では、適用可能となるのは隣接する橋桁が異なる振動特性を有する場合、すなわち固有振動数が異なる場合のみであり、固有振動数が同じ場合には一緒に揺れてしまい制振効果を発揮することができないという問題があった。

また、実在する隣接橋梁間の振動特性が大幅に異なる場合は少なく、連結制振による応答低減効果は限定的なものとなることから、その点で改善の余地があった。

【0005】

本発明は、上述する問題点に鑑みてなされたもので、隣接する橋桁同士が同じ振動特性を有する場合（固有振動数が同じ場合）においても、より効果的に適用することができる橋梁に対する連結制振構造及び橋梁に対する連結制振構造の設定方法を提供することを目的とする。

【課題を解決するための手段】

【0006】

上記目的を達成するため、本発明に係る橋梁に対する連結制振構造は、隣り合う一方の第1橋桁部に一端側を、他方の第2橋桁部に他端側をそれぞれ接続して制振ダンパーを設置して構成されるとともに、前記橋桁部のそれぞれと下部構造との間において、複数の支承を設置するとともに、これら支承のうち少なくとも一方と並列配置されるように制振装置を設置して構成され、前記制振装置として、ばね部材又は慣性質量ダンパーが設けられ、前記第1橋桁部及び前記第2橋桁部の周波数伝達関数において応答倍率のピーク値が最小となるようにダンパー諸元が設定されていることを特徴としている。

【0007】

また、本発明の橋梁に対する連結制振構造の設定方法は、上述した橋梁に対する連結制振構造の設定方法であって、前記第1橋桁部の固有振動数が、前記第2橋桁部の固有振動数よりも大きい場合において、前記第2橋桁部側の支承のみと並列に前記慣性質量ダンパーが配置される構成と、前記第1橋桁部側の支承のみと並列に前記ばね部材が配置される構成と、前記第2橋桁部側の支承のみと並列に前記慣性質量ダンパーが配置されるとともに、前記第1橋桁部側の支承のみと並列に前記ばね部材が配置される構成と、のいずれかが1つが選択的に設けられることを特徴としている。

【0008】

10

20

30

40

50

本発明では、隣接する双方の橋桁部の振動特性が同じ場合、すなわち固有振動数が同じ場合であっても、双方の振動特性（固有振動数）を変えることができ、大きな応答低減効果を得ることができる。そのため、従来のように、制振ダンパーだけによる制振のように、隣接する双方の橋桁部の振動特性が同じ場合に制振効果が得られないという課題を効果的に解決することができる。

【0009】

また、本発明では、制振装置としてばね部材に加えて慣性質量ダンパーを追加し、すなわちばね部材と慣性質量ダンパーを併用して双方の振動特性を変えた場合には、双方の最大応答加速度や最大応答変位が大きく低減される。また、橋脚部に生じる応力についても大幅に低減され、基礎に作用するせん断力も同様に低減することができる。しかも、制振装置としてばね部材と慣性質量ダンパーを併用する場合には、ばね部材のみを追加した場合よりもさらに揺れの収束が早くなる。

【0010】

また、支承部を交換する必要がなく、単に制振機構を付加するだけなので、橋梁を工事中も継続的に使用することができる。

また、制振ダンパーを隣接する橋桁部間を連結するように設けるとともに、制振装置を支承と並列に配置するだけの比較的簡単な作業なので、施工に当たり特別な技能は必要とされず、新設だけでなく既存橋梁の制振改修にも適用できる利点がある。

【発明の効果】

【0011】

本発明の橋梁に対する連結制振構造及び橋梁に対する連結制振構造の設定方法によれば、隣接する橋桁同士が同じ振動特性を有する場合（固有振動数が同じ場合）においても、より効果的に適用することができる。

【図面の簡単な説明】

【0012】

【図1】本発明の実施の形態による橋梁に対する連結制振構造（a）及びこの振動解析モデル（b）を示す図である。

【図2】橋梁の制振構造の慣性質量ダンパーの一例を示す断面図である。

【図3】連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、加振振動数比と加速度応答倍率の関係を示す図である。

【図4】連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、加振振動数比と加速度応答倍率の関係を示す図である。

【図5】連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、加振振動数比と変位応答倍率の関係を示す図である。

【図6】連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、加振振動数比と変位応答倍率の関係を示す図である。

【図7】連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、加振振動数比と変位応答倍率の関係を示す図である。

【図8】橋梁に対する連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するシミュレーションで用いた入力地震動の波形を示す図である。

【図9】連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、一方の橋桁部（質点1）の時刻歴加速度応答波形を示す図である。

【図10】連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、一方の橋桁部（質点1）の時刻歴加速度応答波形を示す図である。

【図11】連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、他方の橋桁部（質点2）の時刻歴加速度応答波形を示す図である。

【図12】連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、他方の橋桁部（質点2）の時刻歴加速度応答波形を示す図である。

【図13】連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、一方の支承部（質点1）の時刻歴変位応答波形を示す図である。

【図14】連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、一方の支承部（質点1）の時刻歴変位応答波形を示す図である。

【図15】連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、他方の支承部（質点2）の時刻歴変位応答波形を示す図である。

【図16】連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、他方の支承部（質点2）の時刻歴変位応答波形を示す図である。

【図17】橋梁に対する連結制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、隣り合う橋桁部の時刻歴相対変位（桁間相対変位）を示す図である。

【図18】橋梁の制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、橋脚部の時刻歴せん断力応答波形を示す図である。

【図19】橋梁の制振構造を設けた橋梁の耐震性能を確認するために行ったシミュレーションの結果であり、橋脚部の時刻歴せん断力応答波形を示す図である。

【発明を実施するための形態】

【0013】

以下、本発明の実施の形態による橋梁に対する連結制振構造及び橋梁に対する連結制振構造の設定方法について、図面に基づいて説明する。

【0014】

図1(a)に示すように、本実施の形態による高架橋に対する連結制振構造Aは、例えば多径間連続桁形式の高架橋などの橋梁1において、上部構造1Aにおける隣接する橋桁部（橋桁）2、3同士に架け渡すように、言い換えれば一端側を橋軸O1方向に隣り合う一方の橋桁部2に、他端側を他方の橋桁部3に接続してダンパー軸が略橋軸O1方向に沿うように、制振ダンパー4を配設して構成されている。

そして、本実施の形態の連結制振構造Aでは、橋桁部2、3のそれぞれと下部構造1Bとの間において、支承5（5A、5B）を設置するとともに、これら支承5A、5Bのうち少なくとも一方（本実施の形態では両方）と並列配置されるように制振装置6（6A、6B）を設置して構成されている。

【0015】

本実施の形態では、制振ダンパー4がオイルダンパー等の粘性ダンパーであるものとして説明を行うが、本発明に係る制振ダンパーとしては、相対速度に比例した反力を生じるオイルダンパー等の粘性ダンパーの他、例えば、隣接する橋桁部2、3同士の間の相対加速度に比例した反力を生じる慣性質量ダンパー、相対変位に比例した反力を生じるばね部材や弾塑性ダンパーなども勿論適用可能である。

【0016】

また、支承5A、5Bに並列に配して構成される制振装置6は、橋桁部2、3（上部構造1A）の連続部下の橋脚部7（下部構造1B）を対象とするため、橋脚部7を挟んで橋軸O1方向の一方の側（図1(a)で紙面左側）の制振装置としてばね部材6Aが設けられ、他方の側（図1(a)で紙面右側）の制振装置として慣性質量ダンパー6Bが適用されている。つまり、本実施の形態では、制振装置として、ばね部材6Aと慣性質量ダンパー6Bとが併用されている。

【0017】

なお、本実施の形態では、ばね部材6Aと慣性質量ダンパー6Bとが併用する構成としているが、制振装置6の設定方法として両者6A、6Bを併用することに制限されることはない。例えば、橋桁部2、3の固有振動数が第1橋桁部2 第2橋桁部3の関係とする場合において、慣性質量ダンパー6Bを固有振動数の大きくない側の第2橋脚部3の第2支承5Bのみと並列に配置する構成や、ばね部材6Aを固有振動数の小さくない側の第1橋桁部2の第1支承5Aのみと並列に配置する構成とすることができる。

【0018】

ここで、本実施の形態の他方の側に設けられる慣性質量ダンパー6Bの一例を図2に示す。

10

20

30

40

50

【 0 0 1 9 】

この慣性質量ダンパー 6 B は、中心軸線 O 2 を慣性質量ダンパー B 2 の軸線 O 2 と同軸上に配して設けられたボールねじ 1 0 と、ボールねじ 1 0 に螺着して配設されたボールナット 1 1 と、ボールナット 1 1 に取り付けられ、ボールナット 1 1 の回転に従動して回転する回転錘 1 2 とを備えて構成されている。

【 0 0 2 0 】

ボールねじ 1 0 は、その一端 1 0 a に、橋梁 1 の上部構造 1 A 又は下部構造 1 B に接続するためのボールジョイントやクレビスなどの連結部材 1 3 が取り付けられている。

【 0 0 2 1 】

また、ボールねじ 1 0 に螺着したボールナット 1 1 は、軸受け 1 4 に支持されている。軸受け 1 4 は、軸線 O 2 周りに回転不能に且つ軸線 O 2 方向に移動不能に固設される円環状の外輪 1 4 a と、外輪 1 4 a の内孔内に配されて軸線 O 2 周りに回転可能に支持された円環状の内輪 1 4 b とを備えて形成されている。そして、ボールねじ 1 0 が軸受け 1 4 の内輪 1 4 b の中心孔に挿通して配設されるとともに、ボールナット 1 1 が軸受け 1 4 の内輪 1 4 b に固設されている。これにより、ボールナット 1 1 は、軸線 O 2 周りに回転可能に、且つ軸線 O 2 方向に移動不能に配設されている。

【 0 0 2 2 】

さらに、ボールナット 1 1 に回転錘 1 2 が一体に固定して設けられている。回転錘 1 2 は例えば略円筒状に形成され、ボールねじ 1 0 を内部に挿通し、ボールねじ 1 0 と互いの軸線 O 2 を同軸上に配した状態でボールナット 1 1 に固着して配設されている。

【 0 0 2 3 】

また、慣性質量ダンパー 6 B の他端側、すなわちボールねじ 1 0 の他端 1 0 b 側には、円筒状に形成された筒体 1 5 が設けられている。

この筒体 1 5 は、所定長さの高軸剛性かつ高曲げ剛性の中空円筒体であって、その他端（図中左側の端部）1 5 a に内部を閉塞させるように円板状の接続板 1 7 が固着され、この接続板 1 7 に、慣性質量ダンパー 6 B の他端を、橋梁 1 の下部構造 1 B 又は上部構造 1 A に接続するためのボールジョイントやクレビスなどの連結部材 1 8 が取り付けられている。また、筒体 1 5 は、その一端側（図中右側の端部）1 5 b が軸受け 1 4 に固着され、ボールねじ 1 0 の他端 1 0 b 側が内部に挿入されている。

【 0 0 2 4 】

そして、上記構成からなる慣性質量ダンパー 6 B においては、地震などが発生し、橋梁 1 に振動エネルギーが作用して下部構造 1 B と上部構造 1 A に相対的な変位が生じると（入力されると）、この変位差に応じてボールねじ 1 0 が軸線 O 2 方向に進退し、軸受け 1 4 の内輪 1 4 b に支持されたボールナット 1 1 が回転するとともに回転錘 1 2 が回転する。なお、このとき、ボールねじ 1 0 は、軸線 O 2 方向に進退するとともに筒体 1 5 の内孔に挿入・出す。

これにより、回転錘 1 2 の実際の質量の数千倍もの慣性質量効果が得られ、オイルダンパーなどの従来の制振装置を設置した場合と比較し、応答変位が大幅に低減することになる。

【 0 0 2 5 】

なお、慣性質量ダンパー 6 B は、両端に作用する相対変位で回転錘 1 2 を回転させ、錘質量の数千倍もの大きな慣性質量効果を得るものであるため、作用する相対加速度に比例した反力が得られる。このような機構のため静的な剛性をもたず、橋梁 1 の上部構造 1 A の温度による伸縮（低速）にはほとんど反力を生じさせずに追従することになる。

【 0 0 2 6 】

ここで、図 1 (b) は、本実施形態の橋梁に対する連結制振構造 A の振動解析モデルを示している。この図 1 (b) では、隣り合う一方の第 1 橋桁部 2 の質量を m_1 、他方の第 2 橋桁部 3 の質量を m_2 、一方の第 1 橋桁部 2 を下部構造 1 B の橋脚部 7 に支持する一方の第 1 支承 5 A の水平剛性を k_1 、他方の第 2 支承 5 B の水平剛性を k_2 としている。

また、橋脚部 7 の水平剛性を k_0 、橋脚部 7 の振動特性を等価な 1 質点系にモデル化し

10

20

30

40

50

たときの質量を m_0 としている。さらに、隣接する橋桁部 2、3 同士の間で連結に設置する制振ダンパー 4 の減衰係数を C_d としている。

【0027】

図 1 (b) に示す振動解析モデルにおいて、一般的な橋梁ではゴム支承部の剛性 k_1 、 k_2 に比して橋脚部 7 の剛性 k_0 は十分大きく (k_1 、 $k_2 \ll k_0$)、周波数伝達関数を用いた緒元に設定においては、 k_0 を剛体とみなして、支承下部 (橋脚頂部) に地震動が入力されるものとして検討する。すなわち、質量 m_0 に加速度加振 x_{01} (上に \cdots) = x_0 (上に \cdots) が作用するものとして検討する。さらに具体的には、第 1 橋桁部 2 及び第 2 橋桁部 3 の周波数伝達関数において応答倍率のピーク値が最小となるようにダンパー緒元を設定する。

10

このように設定した最適緒元の制振ダンパー 4 の有無による周波数伝達関数の変化を確認した上で、時刻歴応答解析により制振効果を把握し評価する。

【0028】

質点 m_1 、 m_2 の加速度応答倍率は、以下のようにして求める。ここで、各質点の絶対変位 x_i 、各支承 5 A、5 B の剛性 k_i 、第 2 支承 5 B と並列に設ける慣性質量ダンパー 6 B の慣性質量 m_d 、第 1 支承 5 A と並列に設けるばね部材 6 A のばね剛性 k_a 、橋桁部 2、3 間を連結する制振ダンパー 4 の減衰係数 C_d 、入力加速度を x_0 (上に \cdots) とすると、(1) 式、(2) 式、(3) 式、及び (4) 式が得られる。

【0029】

【数 1】

$$m_1 \ddot{x}_1 + c_d (\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + (k_1 + k_a)(x_1 - x_0) = 0 \quad \cdots (1)$$

$$m_2 \ddot{x}_2 + c_d (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2 (x_2 - x_0) + \psi_a (\ddot{x}_2 - \ddot{x}_0) = 0 \quad \cdots (2)$$

【0030】

【数 2】

変位 x_i のフーリエ変換を X_i とすると、加振角振動数 ω として

$$\left(-\omega^2 \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 + \psi_a \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} c_d & -c_d \\ -c_d & c_d \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_a & 0 \\ 0 & k_2 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} k_1 + k_a \\ k_2 - \omega^2 \psi_a \end{Bmatrix} X_0 \quad \cdots (3)$$

【0031】

【数 3】

$$\text{ここで、} \bar{m} = \frac{m_1}{m_2}, \bar{k} = \frac{k_1 + k_a}{k_2}, \bar{\psi}_a = \frac{\psi_a}{m_2}, \omega_{01}^2 = \frac{k_1 + k_a}{m_1}, \omega_{02}^2 = \frac{k_2}{m_2}, \xi = \frac{\omega}{\omega_{02}}, \bar{c}_d = \frac{c_d}{\sqrt{m_2 k_2}}$$

とおき整理すると、

$$\left[\begin{array}{cc} -\omega^2 \bar{m} + \omega_{02}^2 \bar{k} + i\omega \omega_{02} \bar{c}_d & -i\omega \omega_{02} \bar{c}_d \\ -i\omega \omega_{02} \bar{c}_d & -\omega^2 (1 + \bar{\psi}_a) + \omega_{02}^2 + i\omega \omega_{02} \bar{c}_d \end{array} \right] \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \omega_{02}^2 \bar{k} \\ \omega_{02}^2 - \omega^2 \bar{\psi}_a \end{Bmatrix} X_0 \quad \cdots (4)$$

【0032】

そして、(4) 式は (5) ~ (7) 式で表記されるため、質点 m_1 、 m_2 の加速度応答倍率は (9) 式、及び (10) 式の絶対値として求めることができる。

50

【 0 0 3 3 】

【数 4】

$$\mathbf{A} \cdot \mathbf{X} = \begin{bmatrix} -\xi^2 \bar{m} + \bar{k} + i\xi \bar{c}_d & -i\xi \bar{c}_d \\ -i\xi \bar{c}_d & -\xi^2 (1 + \bar{\psi}_a) + 1 + i\xi \bar{c}_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{k} \\ 1 - \xi^2 \bar{\psi}_a \end{Bmatrix} X_0 \quad \dots (5)$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} -\xi^2 \bar{m} + \bar{k} + i\xi \bar{c}_d & -i\xi \bar{c}_d \\ -i\xi \bar{c}_d & -\xi^2 (1 + \bar{\psi}_a) + 1 + i\xi \bar{c}_d \end{bmatrix} \quad \dots (6)$$

$$\mathbf{X} = \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix} \quad \dots (7)$$

【 0 0 3 4 】

【数 5】

A の行列式 $|\mathbf{A}|$ は下式で表される。

$$\begin{aligned} |\mathbf{A}| &= \begin{vmatrix} -\xi^2 \bar{m} + \bar{k} + i\xi \bar{c}_d & -i\xi \bar{c}_d \\ -i\xi \bar{c}_d & -\xi^2 (1 + \bar{\psi}_a) + 1 + i\xi \bar{c}_d \end{vmatrix} \\ &= (-\xi^2 \bar{m} + \bar{k}) (-\xi^2 \bar{\psi}_a - \xi^2 + 1) + i\xi \bar{c} (-\xi^2 \bar{m} - \xi^2 \bar{\psi}_a - \xi^2 + \bar{k} + 1) \quad \dots (8) \end{aligned}$$

【 0 0 3 5 】

【数 6】

$$\frac{\ddot{X}_1}{\ddot{X}_0} = \frac{X_1}{X_0} = \frac{\begin{vmatrix} \bar{k} & -i\xi\bar{c}_d \\ 1-\xi^2\bar{\psi}_a & -\xi^2(1+\bar{\psi}_a)+1+i\xi\bar{c}_d \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} -\xi^2\bar{m}+\bar{k}+i\xi\bar{c}_d & -i\xi\bar{c}_d \\ -i\xi\bar{c}_d & -\xi^2(1+\bar{\psi}_a)+1+i\xi\bar{c}_d \end{vmatrix}}$$

$$= \frac{(-\xi^2\bar{\psi}_a - \xi^2 + 1)\bar{k} + i\xi\bar{c}_d(\bar{k} + 1 - \xi^2\bar{\psi}_a)}{(-\xi^2\bar{m} + \bar{k})(-\xi^2\bar{\psi}_a - \xi^2 + 1) + i\xi\bar{c}_d(-\xi^2\bar{m} - \xi^2\bar{\psi}_a - \xi^2 + \bar{k} + 1)} \dots (9)$$

$$\frac{\ddot{X}_2}{\ddot{X}_0} = \frac{X_2}{X_0} = \frac{\begin{vmatrix} -\xi^2\bar{m}+\bar{k}+i\xi\bar{c}_d & \bar{k} \\ -i\xi\bar{c}_d & 1-\xi^2\bar{\psi}_a \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} -\xi^2\bar{m}+\bar{k}+i\xi\bar{c}_d & -i\xi\bar{c}_d \\ -i\xi\bar{c}_d & -\xi^2(1+\bar{\psi}_a)+1+i\xi\bar{c}_d \end{vmatrix}}$$

$$= \frac{(-\xi^2\bar{m} + \bar{k})(1 - \xi^2\bar{\psi}_a) + i\xi\bar{c}_d(\bar{k} + 1 - \xi^2\bar{\psi}_a)}{(-\xi^2\bar{m} + \bar{k})(-\xi^2\bar{\psi}_a - \xi^2 + 1) + i\xi\bar{c}_d(-\xi^2\bar{m} - \xi^2\bar{\psi}_a - \xi^2 + \bar{k} + 1)} \dots (10)$$

【0036】

このように設定した最適諸元のダンパーの有無による伝達関数の変化を確認したうえで、時刻歴応答解析により制振効果を把握する。なお、本解析において、下部構造 1 B とする橋脚部 7 の構造減衰を 1 次固有振動数に対して 5 % とし、ゴム支承部からなる支承 5 A、5 B の減衰については無視する。

【0037】

ここで、本実施形態の橋梁に対する連結制振構造 A を設けた場合の橋梁 1 の耐震性能をシミュレーションした結果（試設計）について、図 1 (a)、(b) 等を用いて説明する

30

【0038】

本シミュレーションでは、制振ダンパー 4 を設けない非制振の Case 1 と、桁 - 桁間に制振ダンパー（オイルダンパー）4 を設置した本実施形態の Case 2、3 の 3 ケースについてシミュレーションを行い、互いのシミュレーション結果を比較した。

具体的に、Case 1 は、非制振であるので、双方の橋桁部 2、3 の固有振動数が同じとなって一緒に揺れ、制振装置が効かない構造のものである。Case 2（制振 a という）は、第 1 橋桁部 2 にばね部材 6 A のばね剛性 k_a を追加し、桁 - 桁間に制振ダンパー 4 であるオイルダンパー C_a を設置した制振構造である。Case 3（制振 b という）は、第 1 橋桁部 2 にばね部材 6 A のばね剛性 k_a を追加し、第 2 橋桁部 3 に慣性質量ダンパー a を追加し、桁 - 桁間にオイルダンパー C_a を設置した制振構造である。

40

【0039】

Case 1 は、双方の橋桁部 2、3 の固有振動数が同じで連結制振にならない場合であり、制振補強をする前の構造を表している。この Case 1 では、質点 m_1 、 m_2 の応答は同じとなる。

Case 2、3 はいずれも連結部のみに粘性減衰を設け、支承 5 A、5 B と並列にばね又は慣性質量を設けて双方の橋桁部 2、3 の固有振動数を乖離させたものである。

【0040】

また、隣り合う一方の第 1 橋桁部 2 のスパンが 20 m、他方の第 2 橋桁部 3 のスパンが 30 m の 3 径間の橋梁 1 をモデル化した。表 1 に示すように、この橋梁 1 の諸元は、スバ

50

ン20mの橋桁部質量 $m_1 = 1052 \text{ ton}$ 、スパン30mの橋梁部質量 $m_2 = 1578 \text{ ton}$ 、支承部剛性 $k_1 = k_2 = 73.5 \text{ kN/mm}$ （双方の橋桁部2、3を受ける支承剛性は同じとする）であり、時刻歴応答解析では橋脚部質量 $m_0 = 319 \text{ ton}$ 、下部工剛性 $k_0 = 954 \text{ kN/mm}$ としてモデル化した。

表1に、各Caseでの振動諸元を示す。

【0041】

【表1】

	Case1 (非制振)	Case2 (制振 a)	Case3 (制振 b)
第1橋桁部2の質量 m_1	1052ton	1052ton	1052ton
第2橋桁部3の質量 m_2	1578ton	1578ton	1578ton
第1橋桁部2の剛性 $k_1 + k_a$	49.0kN/mm	$49.0 + 24.5 = 73.5 \text{ kN/mm}$	$49.0 + 24.5 = 73.5 \text{ kN/mm}$
第2橋桁部3の剛性 k_2	73.5kN/mm	73.5kN/mm	73.5kN/mm
第2橋桁部3への慣性質量 ψ_a	—	—	2100ton
橋桁部2-3間の減衰 C_d	—	15.3kN/kine	46.3kN/kine
備考	$\frac{k_1}{m_1} = \frac{k_2}{m_2}$ なので、双方の橋桁部2、3は固有振動数が同じ	$\frac{k_1 + k_a}{m_1} = \frac{k_2}{m_2}$ なので、第1橋桁部2の固有振動数が高い	$\frac{k_1 + k_a}{m_1} > \frac{k_2}{m_2 + \psi_a}$ なので、第1橋桁部2の固有振動数が高い

【0042】

次に、周波数伝達関数を用い、制振ダンパー4の有無（Case1、Case2、Case3）による振動特性の違いを周波数領域で検討した結果について説明する。

なお、構造減衰 h は $h = 0.01$ としている。

【0043】

図3及び図4は、地表面加速度 x_0 （上に「 $\cdot\cdot$ 」）に対する桁加速度（ x_2 （上に「 $\cdot\cdot$ 」）、 x_1 （上に「 $\cdot\cdot$ 」））の比率を加振振動数毎の応答倍率として示した結果である。ここで、図3は質点 m_1 の応答、図4は質点 m_2 の応答を示している。

なお、加振振動数比は、 $\omega = (k_2 / m_2)$ に対する加振角振動数 $\omega = 2\pi f$ （ f は加振振動数）の比率であり、 X_i （上に「 $\cdot\cdot$ 」）は加速度 x_i （上に「 $\cdot\cdot$ 」）のフーリエ変換である。図3及び図4は、横軸に入力振動数（加振振動数比） (ω / ω_0) 、縦軸に応答倍率（ X_2 （上に「 $\cdot\cdot$ 」）/ X_0 （上に「 $\cdot\cdot$ 」）、 X_1 （上に「 $\cdot\cdot$ 」）/ X_0 （上に「 $\cdot\cdot$ 」））を示している。

【0044】

この図3及び図4から、本実施の形態の制振（Case 2、3）を行うことにより共振時の応答倍率が大幅に低減することが確認された。また、下部構造（下部工）の反力は概ね橋桁部2、3の加速度に比例することになり、下部構造の反力も同様に低減する。

とくに、慣性質量ダンパー6Bとばね部材6Aを併用したCase 3では、最大応答倍率が2.5以下と極めて小さくなり、ほとんど共振しない特性となることが確認された。さらに、高振動数域（横軸の加振振動数比が大きい領域）では、応答倍率が1よりも十分に小さくなっており、固有振動数を超える高振動数域での加速度低減効果を期待することができる。そして、Case 1における質点 m_1 、 m_2 は、固有振動数が同じであるため、応答倍率も同じとなる。

【0045】

図5及び図6は、地表面変位 x_0 に対する各部変位（ x_1 、 x_2 、相対変位 $|x_2 - x_1|$ ）の比率を応答倍率として示した結果である。

図5及び図6から、制振（Case 2、3）によって共振域での応答倍率が大幅に低下し、双方とも変位が抑制される（双方の橋桁変位＝質点 m_1 、 m_2 の変位、双方の支承部変位がいずれも抑制される）ことが確認された。とくに、Case 3では、前述の加速度の場合と同様に最大応答倍率が2.5以下と極めて小さくなり、ほとんど共振しない特性となることが確認された。

【0046】

また、相対変位も応答変位と同程度に抑制されることから、地震時に橋桁部2、3同士が衝突したり、離間しすぎて落橋したりするおそれが小さくなる。Case 3では、相対変位の最大応答倍率がCase 2の3割程度と小さく、共振域以外での応答倍率が1以下となっていることから、地震動によらず過大な相対変位が生じるおそれは小さいものとなる。

【0047】

図7は、図5及び図6の縦軸（応答倍率）を5倍に拡大した図であって、Case 3の支承5Aは図5及び図6と同じものを相対変位と比較するために図示している。なお、図7に示す縦軸は、相対変位では $|(X_1 - X_2) / X_0|$ 、第1支承5Bでは、 $|(X_1 - X_0) / X_0|$ 、第2支承5Bでは、 $|(X_2 - X_0) / X_0|$ をそれぞれ表している。

【0048】

次に、時刻歴解析を用い、制振ダンパー4の有無（Case 1、Case 2、Case 3）による応答の違いを検討した結果について説明する。

【0049】

ここでは、公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書に示されたレベル2地震動で2種地盤に対応するII-II-3地震波（最大加速度736gal）を入力し、時刻歴波形で応答結果を比較した。

なお、この入力地震動の波形は図8に示す通りである。

【0050】

図9、図10はそれぞれ、Case 2、3における一方の橋桁部（質点1）2の加速度、図11、図12はそれぞれ、Case 2、3における他方の橋桁部（質点2）3の加速度を示している。

図9～図12に示すように、双方の振動特性が等しいCase 1は、橋桁部2、3の両方の揺れが同じになるので連結部に相対変位が生じず、連結制振の効果がないことを確認することができる。そのため、質点1、2の応答加速度は同じとなる。

【0051】

支承5Aと並列にばね部材6Aを付加したCase 2では、制振により最大応答加速度はほとんど低減しないが、隣り合う橋桁部2、3同士を連結した連結部に制振ダンパー4による減衰を付与したことによって大きな揺れの継続時間が大幅に低減することが確認された。

一方、連結部だけでなく支承5A、5Bと並列に制振装置を付加したCase 3では、最大応答加速度が $1/2 \sim 1/3$ に大きく低減され、揺れもCase 2よりも急速に収束することがわかる。とくに、慣性質量ダンパー6Bを設置した第2橋桁部3（質点2）の加速度が大きく低減していることが確認された。

【0052】

また、質点1、2の加速度応答波形を比較すると、Case 2はピークがほぼ同時刻にあるが、Case 3はピークの発生時刻がずれており、加速度に桁部質量を乗じたものが橋脚部7に地震力として作用することを考慮すると、Case 3は橋脚部7の応力を低減する制振効果が高いといえる。

【0053】

次に、図13、図14はそれぞれ、Case 2、3における一方の第1支承（質点1）5Aの変位、図15、図16はそれぞれ、Case 2、3における他方の第2支承（質点2）5Bの変位を示している。

図13～図16に示すように、双方の振動特性が等しいCase 1は、橋桁部2、3の両方の揺れが同じになるので連結部に相対変位が生じず、連結制振の効果がないことを確認することができる。そのため、質点1、2の支承部応答変位は同じとなる。

【0054】

支承5Aと並列にばね部材6Aを付加したCase 2では、制振により質量の大きい質点2の最大応答変位はほとんど低減しないが、隣り合う橋桁部2、3同士を連結した連結部に制振ダンパー4による減衰を付与したことによって大きな揺れの継続時間が大幅に低減することが確認された。

一方、連結部だけでなく支承5A、5Bと並列に制振装置を付加したCase 3では、最大応答変位が $1/2 \sim 1/3$ に大きく低減され、揺れもCase 2よりも急速に収束することがわかる。そして、支承5A、5Bと並列にばね部材6Aを追加した固有振動数が高い第1橋桁部2（質点1）の応答変位が大幅に低減されていることが確認された。

【0055】

また、質点1、2の変位応答波形を比較すると、Case 2はピークがほぼ同時刻にあるが、Case 3はピークの発生時刻がずれており、慣性質量ダンパー6Bを付加したことによる橋桁部2、3間の振動特性の差異が大きくなったためと考えられる。

【0056】

図17は、Case 2、3における桁間の相対変位を示している。

図17に示すように、桁間の相対変位は200～300mmであり、揺れの収束も早くなることが確認された。

制振ダンパー4の反力は、Case 2で2900kNであり、オイルダンパーを5台並列配置すれば1台当り600kNで済み、免震用に使用されている製品で十分対応できる範囲である。また、Case 3で5500kNであり、オイルダンパーを7台並列配置すれば1台当り800kNで済み、免震用に使用されている製品で十分対応できる範囲である。

【0057】

一方、Case 3での慣性質量ダンパー6Bの反力は、16300kNであり、3径間にある桁のうち2台の両端に合計18台設置すれば1台当り910kNで済み、ばね部材6Aの反力は、4710kNであり、3径間にある桁のうち2台の両端に合計12台設置

すれば1台当り400kNで済み、現状の製品で十分対応できる範囲である。

【0058】

次に、図18、図19は、Case2、3における橋脚部7の時間(sec)に対するせん断力Nを示している。

図18及び図19に示すように、橋脚部7のせん断力については、Case2では最大応答値は制振によりほとんど変化しないものの、揺れの収束が早くなることが確認された。

一方、Case3では、最大応力値が制振により4割に低減するとともに、Case2よりもさらに揺れの収束が早くなっていることが確認された。

【0059】

したがって、本実施の形態の橋梁に対する連結制振構造Aにおいては、隣接する橋桁部2、3間を制振ダンパー4により連結し、橋梁1の下部構造1Bと上部構造1Aの橋桁部2、3とのそれぞれの間に支障5A、5Bと並列に制振装置6(ばね部材6A、慣性質量ダンパー6B)を追加して配置した構成とすることで、隣接する双方の橋桁部2、3の振動特性が同じ場合であっても、双方の振動特性(固有振動数)を変えることができ、大きな応答低減効果を得ることができる。そのため、従来のように、制振ダンパー4だけによる制振のように、隣接する双方の橋桁部2、3の振動特性が同じ場合に制振効果が得られないという課題を効果的に解決することができる。

【0060】

また、制振装置6として、ばね部材6Aを追加して双方の振動特性を変えた場合には、追加した側の橋桁の最大応答加速度や最大応答変位が低減されるが、ばね部材6Aを追加しなかった側(質量にばね剛性を乗じた値の大きい側)の応答はあまり低減されない。また、橋脚部7に生じる応力については、ばね部材6A及び慣性質量ダンパー6Bの双方を設ける場合に比べて小さいが制振効果としては得られる。なお、いずれにおいても、制振により揺れの収束が早くなる利点がある。

【0061】

また、本実施の形態では、制振装置として、ばね部材6Aに加えて慣性質量ダンパー6Bを追加、すなわちばね部材6Aと慣性質量ダンパー6Bを併用して双方の振動特性を変えた場合には、双方の最大応答加速度や最大応答変位が大きく低減される。また、橋脚に生じる応力についても大幅に低減され、基礎に作用するせん断力も同様に低減することができる。なお、いずれについても、上記のCase2(ばね部材6Aのみを追加した場合)よりもさらに揺れの収束が早くなる。

【0062】

また、支承部5A、5Bを交換する必要がなく、単に制振機構を付加するだけなので、橋梁1を工事中も継続的に使用することができる。

【0063】

また、制振ダンパー4を隣接する橋桁部2、3間を連結するように設けるとともに、制振装置6を支承5と並列に配置するだけの比較的簡単な作業なので、施工に当たり特別な技能は必要とされず、新設だけでなく既設橋梁1の制振改修にも適用できる。

【0064】

以上、本発明に係る橋梁に対する連結制振構造及び橋梁に対する連結制振構造の設定方法の一実施形態について説明したが、本発明は上記の実施の形態に限定されるものではなく、その趣旨を逸脱しない範囲で適宜変更可能である。

【符号の説明】

【0065】

- 1 橋梁
- 1A 上部構造
- 1B 下部構造
- 2 一方の第1橋桁部(橋桁)
- 3 他方の第2橋桁部(橋桁)

10

20

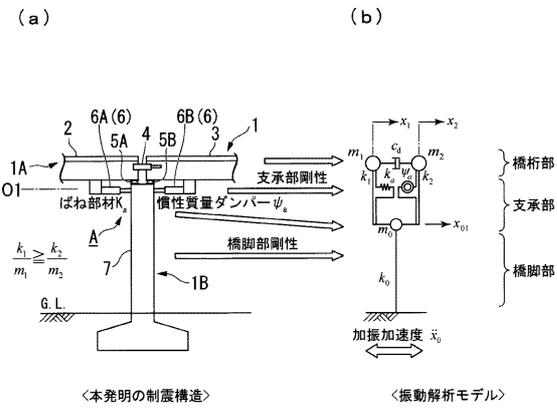
30

40

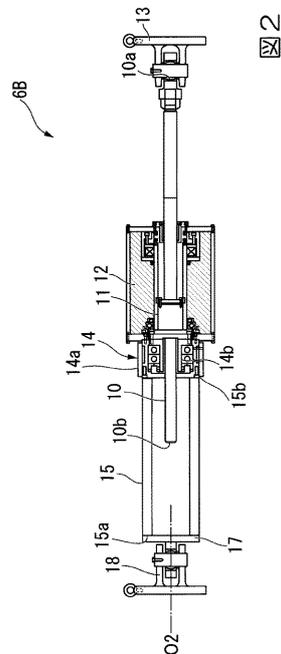
50

- 4 制振ダンパー
- 5、5 A、5 B 支承部
- 6 制振装置
- 6 A ばね部材
- 6 B 慣性質量ダンパー
- 7 橋脚部
- A 橋梁に対する連結制振構造
- O 1 橋軸

【図 1】



【図 2】



【 図 3 】

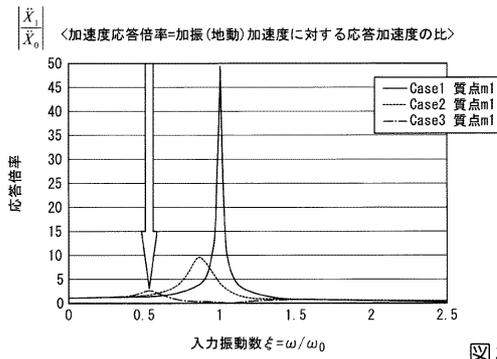


図 3

【 図 5 】

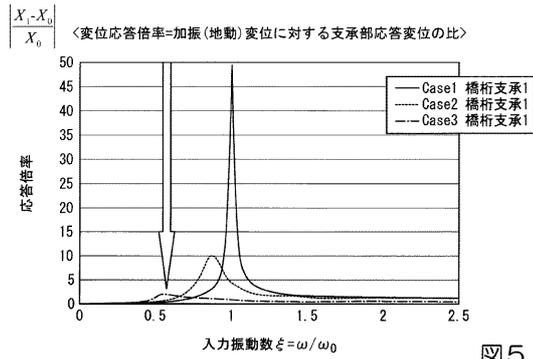


図 5

【 図 4 】

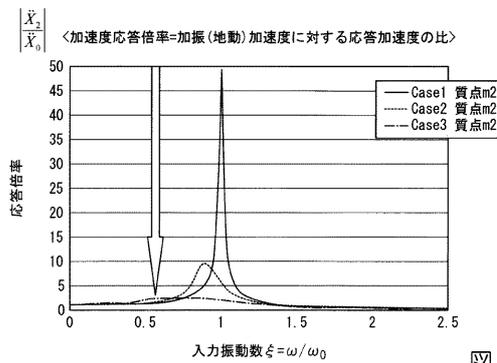


図 4

【 図 6 】

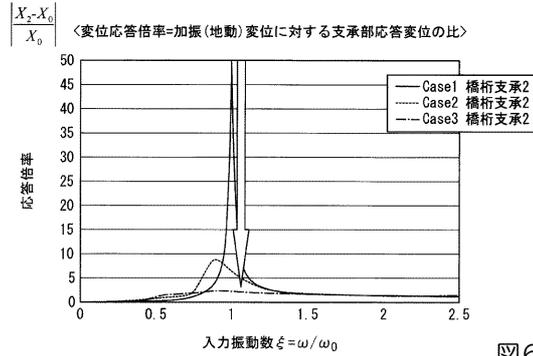


図 6

【 図 7 】

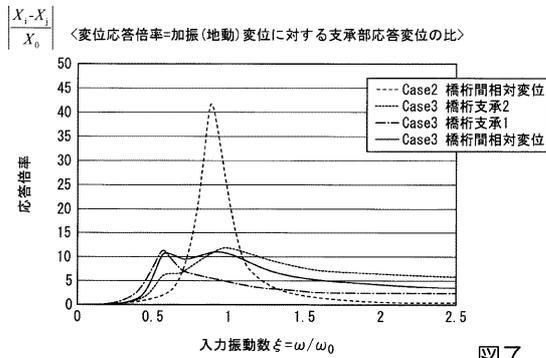


図 7

【 図 9 】

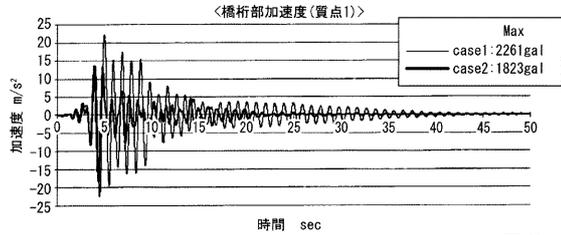


図 9

【 図 8 】

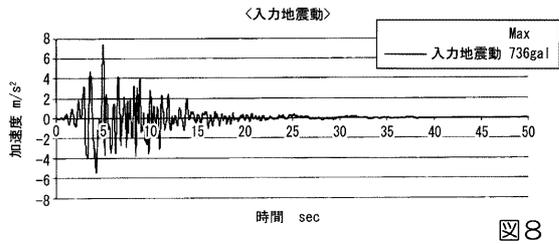


図 8

【 図 10 】

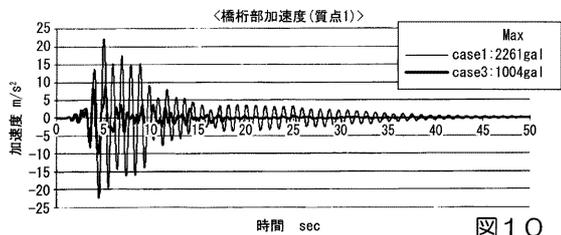


図 10

【 図 11 】

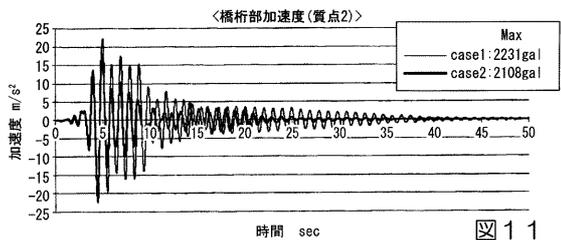


図 11

【 図 1 2 】

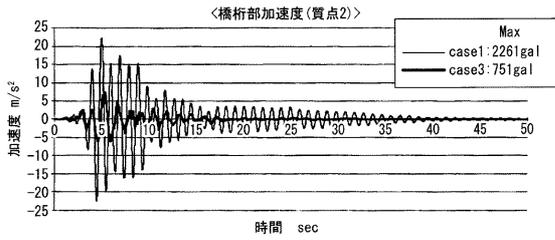


図 1 2

【 図 1 4 】

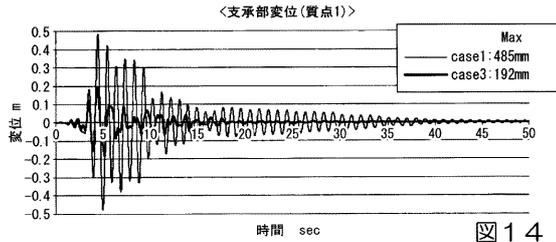


図 1 4

【 図 1 3 】

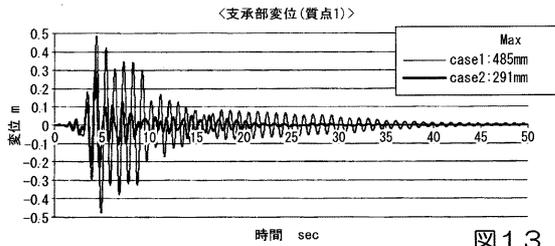


図 1 3

【 図 1 5 】

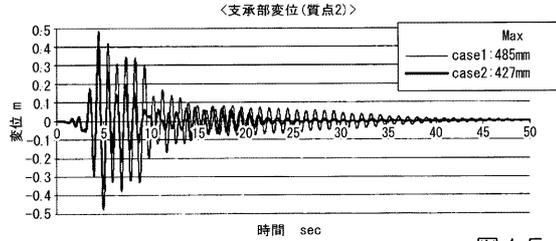


図 1 5

【 図 1 6 】

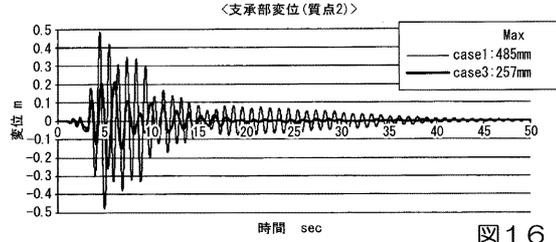


図 1 6

【 図 1 7 】

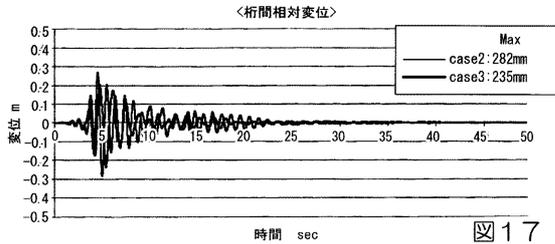


図 1 7

【 図 1 8 】

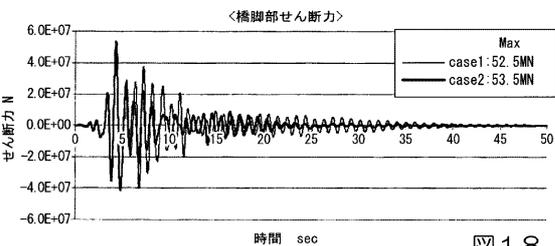


図 1 8

【 図 1 9 】

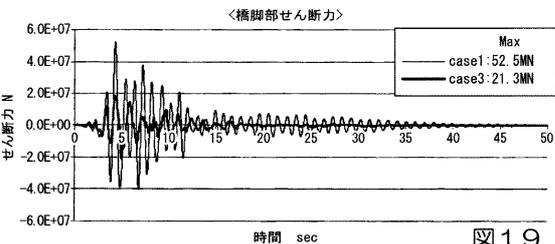


図 1 9

フロントページの続き

- (72)発明者 蔵治 賢太郎
東京都千代田区霞が関一丁目4番1号 首都高速道路株式会社内
- (72)発明者 右高 裕二
東京都千代田区霞が関一丁目4番1号 首都高速道路株式会社内
- (72)発明者 磯田 和彦
東京都中央区京橋二丁目16番1号 清水建設株式会社内
- (72)発明者 若原 敏裕
東京都中央区京橋二丁目16番1号 清水建設株式会社内

審査官 西田 光宏

- (56)参考文献 特開2004-332478(JP,A)
特開2012-154130(JP,A)
特開平04-077616(JP,A)
特開昭58-160413(JP,A)
特開平09-003822(JP,A)
特開2008-133947(JP,A)
特開2013-044155(JP,A)
特開2005-194692(JP,A)
特表2001-521079(JP,A)
米国特許出願公開第2001/0029711(US,A1)

(58)調査した分野(Int.Cl., DB名)

E 0 1 D 1 / 0 0
E 0 1 D 1 9 / 0 4
G 0 1 D 2 1 / 0 0
E 0 4 H 9 / 0 2